

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C I Steinplatz 0011

Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

7. Jahrgang

BERLIN, 12. Oktober 1934

Heft 21

Alle Rechte vorbehalten.

Theorie des außermittig gedrückten Stabes aus Baustahl.*)

Von Prof. Dr.-Ing. Ernst Chwalla, Brünn.

I. Geschichtliche Entwicklung der Theorie.

Während das Problem der Gleichgewichtsverzweigung eines mittig gedrückten, geraden Baustahlstabes üblichen Schlankheitsgrades, soweit es die Verzweigungsstelle (Stabilitätsgrenze) betrifft, schon vor 40 Jahren durch Engeßer¹⁾ seiner rationellen Lösung zugeführt wurde, erfuhr das ungleich schwierigere Problem des Tragverhaltens und Tragvermögens außermittig gedrückter Baustahlstäbe, auf die sich die folgenden Ausführungen ausschließlich beziehen, erst im letzten Jahrzehnt eine eingehende theoretische Behandlung. Etwa um die Jahrhundertwende haben Tetmajer, Emperger, Ostenfeld, Koechlin u. a.²⁾ Gebrauchsformeln zur Bemessung außermittig gedrückter Stäbe angegeben, von denen jene von Koechlin in Form graphischer Tafeln dargestellt wurden und Beachtung verdienen. Bei den Versuchen einer theoretischen Begründung aller dieser Formeln wurde die Ansicht vertreten,

daß für das Tragvermögen des Stabes die größte auftretende Kantenpressung maßgebend sei, das Tragvermögen somit erschöpft wird, wenn die letztere einen bestimmten, vorgegebenen Wert erreicht. Diese Auffassung des Problems als „Spannungsproblem“ fand noch in den letzten Jahren ihre Vertreter in Melan, Chambaud, Frandsen, Young und insbesondere in Ostenfeld³⁾. Ihr steht die rationelle Auffassung des Problems als „Gleichgewichtsproblem“ gegenüber, in deren Rahmen nicht der Betrag der größten Randspannung, sondern die Eigenschaft des Gleichgewichts, das zwischen dem Angriffsmoment der Druckkraft und dem resultierenden Moment der auftretenden Normalspannungen besteht, als entscheidend für die Tragfähigkeit angesehen wird. Unter der anwachsenden Belastung bildet sich ein theoretisch genau erfassbarer „kritischer“ Gleichgewichtszustand aus, der durch die unmittelbare Nachbarschaft eines instabilen, den „Zusammenbruch“ des Stabes einleitenden Zustandes gekennzeichnet ist und durch dessen Auftreten dem Tragvermögen des belasteten Stabes eine obere Grenze gesetzt wird; für die Ausbildung solcher kritischer Gleichgewichtszustände ist das Verteilungsbild der Normalspannungen im Stab (also letzten Endes das eigenartige Formänderungsgesetz des zähen Baustahls), nicht aber der Wert der größten Druckspannung im Stabe, von entscheidender Bedeutung.

*) Die Theorie der außermittig gedrückten Stäbe ist in den letzten Jahren immer wieder Gegenstand gründlicher Forschungsarbeiten gewesen, deren Ergebnisse auch manche Fragen beantwortet haben, die bei der praktischen Bemessung gedrückter Glieder den kritischen Statiker wiederholt beschäftigen. Es dürfte daher begrüßt werden, daß es Herr Prof. Dr. Chwalla, dem eine Reihe wertvoller Untersuchungen auf diesem Gebiete zu verdanken sind, übernommen hat, in einem zusammenhängenden Aufsatz den Stand der Forschung auf diesem Gebiet so darzulegen, daß er auch dem in der Praxis stehenden Ingenieur wertvolle Aufschlüsse vermitteln dürfte.

Die Schriftleitung.

1) F. Engeßer hat in der Schweiz. Bauztg. 26, 1895, S. 24, seine in der Z. Arch. Ing. Ver. Hannover, 35, 1889, S. 455, veröffentlichte Theorie auf Grund einer Einwendung von F. Jasinski (Schweiz. Bauztg. 25, 1895, S. 172) berichtigt und damit die rationelle Lösung des Problems gefunden. In Unkenntnis dieser Abhandlung hat Th. v. Kármán (Physik. Z. 9, 1908, und VDI-Forschungsheft Nr. 81, 1910) die Theorie neu geschaffen und zu ihrer Überprüfung 25 sorgfältig vorbereitete Versuche durchgeführt. Über die Anwendung der Theorie bei Stäben veränderlichen Querschnitts hat der Verfasser (E. Chwalla, Stahlbau 7, 1934, S. 121) berichtet.

Die Engeßer-Kármánsche Theorie wurde von M. Broszko (Compt. rend. Acad. Sci. Paris, 186, 1928, S. 1041, Ber. II. Int. Tagg. Brücken- u. Hochbau in Wien 1928, Verhdlg. 3. Int. Kongr. Techn. Mech. in Stockholm 1930, Schlußber. I. Int. Kongr. Brücken- u. Hochbau in Paris 1934 u. a.) angefochten, doch haben verschiedene Fachleute (vgl. M. Roß, Schlußber. I. Int. Kongr. Brücken- u. Hochbau in Paris 1932, S. 107) die Unrichtigkeit der ursprünglichen und die Bedeutungslosigkeit der neu hinzugekommenen Argumente Broszkos dargelegt. Es mag daher die Anführung einer ergänzenden Bemerkung des Verfassers (E. Chwalla, HDI-Mitt., Brünn, 22, 1933, Heft 13/14, Fußnote 9) hier genügen: Wenn ein gerader, gedrungener Baustahlstab mit einem unsymmetrischen Querschnitt, z. B. einem T-Profil, zentrisch gedrückt wird, dann würde sich nach der Theorie von Broszko sowohl für ein Ausknicken nach der Flanschseite des Profils wie für ein Ausknicken nach der entgegengesetzten Seite dieselbe Knicklast ergeben. Hingegen liefert die Engeßer-Kármánsche Theorie für die Ausknickung nach der Flanschseite einen kleineren Knickmodul und damit eine kleinere Knicklast als für die Ausknickung nach der entgegengesetzten Seite. Broszko braucht diesen Kontrollversuch nicht erst durchzuführen; er findet im Vorber. I. Int. Kongr. Brücken- u. Hochbau in Paris 1932, S. 86, die Ergebnisse von Knickversuchen mit derartigen Stäben, und diese Ergebnisse zeigen deutlich, daß die Knicklast im unelastischen Knickspannungsbereich tatsächlich in der geschilderten Weise von der Ausknickungsrichtung abhängig ist.

2) L. Tetmajer, Schweiz. Bauztg. 16, 1890, Heft 18/19; F. v. Emperger, Z. d. OeIAV 49, 1897, S. 661; A. Ostenfeld, Z. d. VdI 42, 1898, S. 1462 und 46, 1902, S. 1858; R. Koechlin, Schweiz. Bauztg. 33, 1899, S. 159.

Die theoretische Behandlung dieses Gleichgewichtproblems geht auf Kármán⁴⁾ zurück, der seinen diesbezüglichen Untersuchungen jedoch ausschließlich die Feststellung des Einflusses „unvermeidlich kleiner“ Angriffsexzentrizitäten auf die Knicklast mittig gedrückter Stäbe zum Ziele setzte. Grüning und Krohn⁵⁾ beschäftigten sich mit der Lösung des Problems, bis es Roß und Brunner⁶⁾ gelang, ein übersichtliches, den Problemcharakter betonendes Verfahren (das „T. K. V. S. B.-Verfahren“) zur ingenieurmäßigen Berechnung außermittig gedrückter Baustahlstäbe zu entwickeln. Um die Lösung zu vereinfachen, werden die Gleichgewichtsfiguren, die der außermittig gedrückte Baustahlstab ausbildet, durch Sinushalbwellen ersetzt; die Ergebnisse stellen daher nur Näherungslösungen vor, deren Anschmiegun an die strengen Lösungen, wie Hartmann⁷⁾ zeigte, noch wesentlich erhöht werden kann, wenn an Stelle der ganzen Sinushalbwellen nur der dem außermittigen Angriff entsprechende Ast der Sinuslinie als Gleichgewichtsfigur eingeführt wird. Unabhängig von den Arbeiten Roß-Brunners haben auch Westergaard und Osgood⁸⁾ und der Verfasser⁹⁾ das Gleichgewichtsproblem des außermittig gedrückten

³⁾ J. Melan, Bauing. 10, 1929; R. Chambaud, Ber. I. Int. Kongr. Beton- u. Eisenbeton in Lüttich 1930, I, S. 251; P. M. Frandsen, Int. Ver. Brücken- u. Hochbau, Abhdlg. 1, 1932; D. H. Young, ebenda; A. Ostenfeld, Mitt. Labor. f. Baustatik d. T. H. Kopenhagen, Heft Nr. 2 (1929), 3 (1930) u. 5 (1931).

⁴⁾ Th. v. Kármán, VDI-Forschungsheft Nr. 81, 1910; M. Grüning, Hannov. Z. Arch. Ing. Wesen 1917; R. Krohn, Bautechn. 1, 1923.

⁵⁾ M. Roß und J. Brunner, Berichte vom März 1921 und August 1926 an die Techn. Komm. d. Verb. Schweiz. Brücken- u. Eisenhochbaufabriken in Zürich (T. K. V. S. B.). Ferner M. Roß, Verhdlg. 2. Int. Kongr. Techn. Mech. in Zürich 1926, Ber. II. Int. Tagg. Brücken- u. Hochbau in Wien 1928, Vorber. I. Int. Kongr. Brücken- u. Hochbau in Paris 1932.

⁶⁾ F. Hartmann, Z. d. OeIAV 85, 1933, S. 65.

⁷⁾ H. M. Westergaard und W. R. Osgood, Trans. Amer. Soc. Mech. Eng., 49/50, 1927/28, APM-50-9.

⁸⁾ E. Chwalla, Sitzungsber. Akad. Wiss. Wien, IIa, 137, 1928, S. 469; Ber. II. Int. Tagg. Brücken- u. Hochbau in Wien 1928, S. 608; Schlußber. I. Int. Kongr. Brücken- u. Hochbau in Paris 1932, S. 53; Stahlbau 7, 1934, S. 17.

Baustahlstabes behandelt. Westergaard-Osgood setzten gleichfalls sinusförmige Gleichgewichtsfiguren voraus und legten ihren Untersuchungen eine Formänderungskurve zugrunde, die auf der Druckseite aus vier Geraden und einer Parabel, auf der Zugseite aus zwei Geraden zusammengesetzt ist. Der Verfasser bediente sich bei seinen Untersuchungen einer Formänderungskurve, die im Wesen der von Roß-Brunner verwendeten Formänderungskurve gleicht, und berücksichtigte die genaue Form der sich einstellenden Gleichgewichtsfiguren sowie auch den untergeordneten Einfluß der Schubverzerrung; die damit erhaltenen Ergebnisse stellen strenge Lösungen des Gleichgewichtsproblems außermittig gedrückter Baustahlstäbe vor und ermöglichen eine Klarlegung des gesamten Tragverhaltens solcher Stäbe mit einer Schärfe und Übersichtlichkeit, die auf versuchstechnischem Wege nie erzielt werden könnte.

Versuche mit außermittig gedrückten Stäben aus Baustahl sind nur in spärlichem Ausmaß bekannt geworden. Nach einer bemerkenswerten Äußerung C. L. Strobels⁹⁾ soll eine große Zahl von Versuchsergebnissen mit außermittig gedrückten Flußeisensäulen in Amerika seinerzeit nicht veröffentlicht worden sein, weil sich überraschend kleine Tragfähigkeiten ergeben hatten und man der Konkurrenz nicht „Anlaß zu unbegründeten Angriffen“ geben wollte. Præau, Dupuy, Tetmajer, Lilly und Robertson¹⁰⁾ haben Versuche durchgeführt, die jedoch mit Rücksicht auf die mangelhafte Versuchsbeschreibung für die Theorie keine große Bedeutung haben. Ostenfeld³⁾ berichtet über einige Versuche mit außermittig gedrückten Walzstäben, Rund- und Vierkantstäben aus Handeisen mit verhältnismäßig stark schwankender Fließgrenze. Roß-Brunner⁵⁾, Chambaud³⁾ und eine amerikanische Untersuchungskommission¹⁰⁾ haben Versuche mit außermittig gedrückten Walzstäben durchgeführt, die ebenso wie die vom Verfasser¹¹⁾ mit kleinen Modellstäben vorgenommenen Versuche die Ergebnisse der Theorie in recht befriedigendem Maße bestätigten.

Die bisher erwähnten Untersuchungen betreffen alle den „Normalfall“, bei welchem beiderseits gleich große Angriffshebel, unveränderlicher Stabquerschnitt, gelenkige Lagerung der Stabenden, gerade Stabachse und das Zusammenfallen der Ausbiegungsebene mit der Ebene des Angriffsmoments vorausgesetzt wird. Über strenge Lösungen im Fall nicht rechteckiger Stabquerschnitte, elastisch eingespannter Stabenden oder verschieden großer, auch wechselseitig liegender Angriffshebel hat der Verfasser¹²⁾ berichtet; auf den Fall veränderlichen Stabquerschnitts oder elastischer Querstützung soll im folgenden kurz eingegangen werden. Untersuchungen zur Lösung des räumlichen Problems, das vorliegt, wenn der Kraftangriffspunkt außerhalb des Hauptachsenkreuzes gelegen ist, wurden von Ostenfeld³⁾ und Roß-Brunner⁵⁾ durchgeführt. Das Gleichgewichtsproblem des gedrückten Baustahlstabes mit krummer Achse, das auch für die Bemessung stählerner Bogenträger von Bedeutung ist, und des zusätzlich querbelasteten Druckstabes [vgl. diesbezüglich Ostenfeld³⁾, Roß-Brunner⁵⁾ und Chwalla¹²⁾] wurde vom Verfasser in einer noch unveröffentlichten Arbeit allgemein behandelt.

II. Die im Stab auftretenden Normalspannungs-Verteilungen.

Wir behandeln im folgenden den oben erwähnten „Normalfall“ und legen unserer Theorie die folgenden Voraussetzungen zugrunde:

1. Die Querschnitte bleiben eben und senkrecht auf der Stabachse¹³⁾.
2. Die Querschnittsfigur erfährt während der Belastung des Stabes keine merkbare Veränderung¹⁴⁾.
3. In jenen Stabfasern, in denen die spezifische

⁹⁾ Diese Äußerung wurde von F. v. Emperger in einer Fußnote seiner Abhandlung (Z. d. OeIAV 49, 1897, S. 727) angeführt.

¹⁰⁾ M. de Præau, Ann. P. Chss. 1894, I, S. 498; M. Dupuy, ebenda, 1896, II, S. 223; L. v. Tetmajer, Mitt. Eidgen. Mat. Prüf. Anst., H. 4, S. 170, Zürich 1890 und Mitt. f. d. Budapester Materialprüfungskongreß 1901; Lilly, Proc. Inst. Civ. Eng., London 1910, S. 460; A. Robertson, Sel. Papers (Inst. Civ. Eng.) London 1925; Progress Rep. of the Spec. Comm. on Steel Columns Res., Proc. Amer. Soc. Civ. Eng., 1929, S. 357.

¹¹⁾ E. Chwalla, Stahlbau 7, 1934, S. 17.

¹²⁾ E. Chwalla, Schlußber. I. Int. Kongr. Brücken- u. Hochbau in Paris 1932, S. 53.

¹³⁾ Daß diese „Hypothese von J. Bernoulli“ (Mém. de Paris 1705) auch außerhalb des Geltungsbereiches des Hookeschen Formänderungsgesetzes gerechtfertigt ist, haben die zahlreichen Versuche mit Balken aus Nicht-Hookeschem Material und auch die theoretischen Ausführungen von M. Grüning (Die Statik d. ebenen Tragwerkes, Berlin 1925, S. 154) und O. Domke (Handbuch f. Eisenbetonbau, 4. Aufl., I. Bd., S. 269) gezeigt.

¹⁴⁾ Diese Voraussetzung ist bei Stäben mit Vollquerschnitten praktisch immer erfüllt. Bei Stäben mit dünnwandigen Hohlquerschnitten, z. B. dünnwandigen Röhren, tritt im Zuge der Ausbiegung eine Abplattung der Querschnittsfigur ein, die die Biegesteifigkeit und damit die Gleichgewichtsfigur beeinflusst. Solche Stäbe können, wie der Verfasser (E. Chwalla, Sitzungsber. Akad. Wiss. Wien, IIa, 140, 1931, S. 163) im Rahmen einer

Längenänderung monoton anwächst, gehorchen die Faserspannungen einem bestimmten, vorgegebenen (dem sogenannten „zugrunde gelegten“) Formänderungsgesetz¹⁵⁾. 4. In jenen Fasern, in denen die spezifische Längenänderung nach Erreichen eines endlich großen Wertes einen Abbau erfährt, gilt das lineare „Formänderungsgesetz der Entlastung“¹⁶⁾. 5. Der Einfluß der Schubverzerrung auf die Gleichgewichtsfigur wird vernachlässigt¹⁷⁾. 6. Die Differentialgleichung der Biegelinie wird mit Rücksicht darauf, daß die gesuchten Grenzen des Tragvermögens schon bei verhältnismäßig sehr kleinen Ausbiegungen der Stabachse erreicht werden, in bekannter Weise linearisiert; aus dem gleichen Grunde wird die Normalkraft in allen Querschnitten des ausgebogenen Stabes der angreifenden Druckkraft gleichgesetzt.

Das in der 3. Voraussetzung erwähnte „zugrunde gelegte“ Formänderungsgesetz sei durch die für Zug und Druck geltende Formänderungskurve Bild 1 festgelegt, die sich im Wesen mit der von Roß-Brunner⁵⁾ angenommenen Formänderungskurve deckt und daher einen

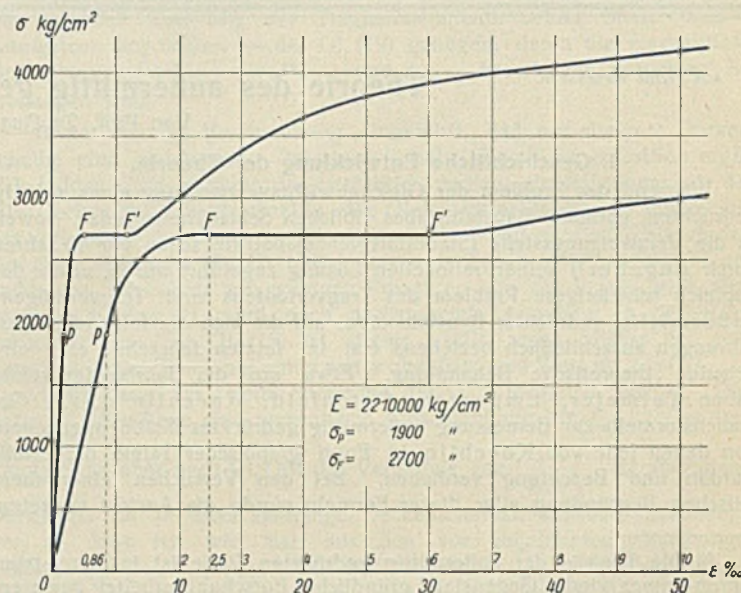


Bild 1.

Vergleich der Ergebnisse zuläßt; nach den Angaben dieser Autoren bezieht sie sich auf einen Baustahl von „durchschnittlicher Qualität“. Der bis zum Beginn der Verfestigung reichende Kurvenast wurde mit fünfmal vergrößerten Abszissen eigens herausgezeichnet. Wird die Stelle $\sigma = 4000 \text{ kg/cm}^2$, $\epsilon = 35,5\%$ (die schon in der Nähe der bei einem statischen Zugversuch zur Ausbildung gelangenden Extremstelle liegt) von den effektiven Zugspannungen des Stabes erreicht, dann brechen wir die Untersuchung des Tragverhaltens ab („Grenze des Untersuchungsgebietes“). Für die Formänderungskurve der Druckspannungen, die hierbei auf mehr als 5000 kg/cm^2 ansteigen können, wird im Bereich $\epsilon > 35,5\%$ ein geradliniger Verlauf angenommen.

Näherungsuntersuchung ausführte, schon innerhalb des Hookeschen Bereiches ein Tragverhalten zeigen, das im Wesen dem eines Baustahlstabes ähnelt; der Widerstandsabfall ist bei ersterem durch die Querschnittsabplattung, bei letzterem durch das Formänderungsgesetz bedingt.

¹⁵⁾ Die experimentellen Untersuchungen von O. Eiselin (Baug. 5, 1924, S. 250), G. Bierett (Mitt. deutsch. Materialprüfungsanstalten, Sonderheft XV, 1931), A. Thum und F. Wunderlich (Forsch. Ingenieurwesen 3, 1932, S. 261) und E. Chwalla (Stahlbau 6, 1933, Heft 19/20) haben gezeigt, daß die Fließgrenze von Baustahlstäben erheblich über den Nennwert (d. i. das Ergebnis des üblichen statischen Zugversuchs) steigen kann, wenn die Normalspannungsverteilung „inhomogen“ wird; das Maß der Erhöhung hängt von der Querschnittsform und dem Grad dieser Inhomogenität ab. Da die Inhomogenität des Spannungsbildes im Fall außermittigen Druckes geringer als bei reiner Biegung ist, sind die zu erwartenden Fließgrenzenerhöhungen kleiner als für den Fall reiner Biegung gefunden wurde.

Wir denken uns die geschilderte Erscheinung im „zugrunde gelegten“ Formänderungsgesetz berücksichtigt und begnügen uns mit der Feststellung; daß für dieses „zugrunde gelegte“ Formänderungsgesetz eine gewisse Abhängigkeit von der Querschnittsform des Stabes und der Inhomogenität des Spannungsbildes zu erwarten ist.

¹⁶⁾ Hysterese-Erscheinungen und Bauschinger-Effekt bleiben unberücksichtigt.

¹⁷⁾ Der Einfluß, den die Schubkräfte auf die Größe der kritischen Lasten nehmen, erweist sich nach den Untersuchungen des Verfassers (E. Chwalla, Sitzungsber. Akad. Wiss. Wien, IIa, 137, 1928, S. 469) zwar größer als im Fall der Knickung unter zentrischem Druck, ist aber immer noch von praktisch vernachlässigbarer Kleinheit.

Wächst die Druckkraft des untersuchten Stabes in genau mittlerer Lage von Null auf ihren Endwert an, um hierauf erst in die vorgegebene exzentrische Lage hinauszurücken (Belastungsfall A), dann treten in den Stabquerschnitten Normalspannungs-Verteilungen auf, die auf der ganzen Biegezugseite das Entlastungsgesetz befolgen (Annahme von Roß-Brunner⁵⁾). Wachsen die Druckkraft P und der Angriffshebel p gemeinsam an (Belastungsfall B), dann werden die vor dem Zusammenbruch des Stabes ausgebildeten Gleichgewichtszustände nur in jenen Fällen vom Entlastungsgesetz merkbar beeinflusst, in denen der Angriffshebel p kleiner als etwa ein Viertel der „verschränkt“ gemessenen (d. h. dem Hebelarm p gegenüberliegenden) Kernweite k des Querschnitts ist. Wächst schließlich die Druckkraft, wie es

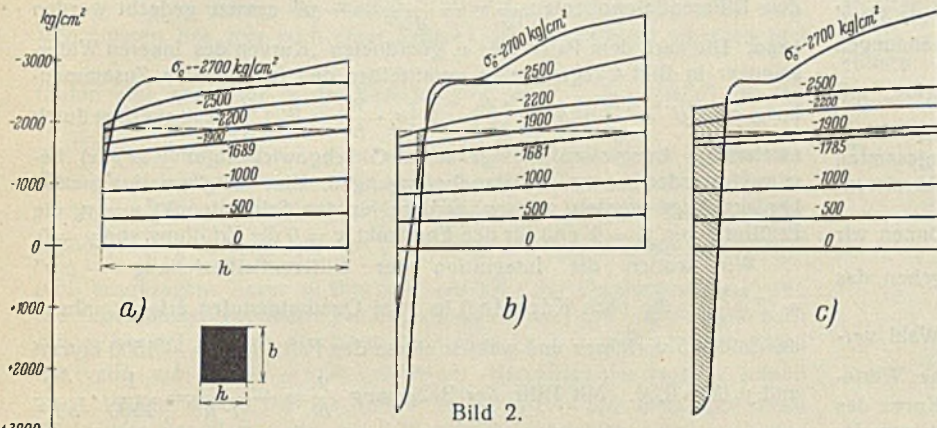


Bild 2.

z. B. bei allen konstruktiv bedingten Angriffsexzentrizitäten der Fall ist, in ihrer außermittigen Lage von Null an (Belastungsfall C), dann ist das Entlastungsgesetz schon bei Hebelmaßen von ungefähr $p/k \geq 1/8$ ohne merkbareren Einfluß auf die vor dem kritischen Zustand ausgebildeten Gleichgewichtsfiguren.

Zur Rechtfertigung dieser Formulierung wurden in Bild 2a, b die Serien der Normalspannungs-Verteilungen gezeichnet, die in einem Stab aus dem Baustahl (Bild 1) zur Ausbildung gelangen, wenn die Druckkraft P in der gegebenen exzentrischen Lage von Null bis zum Grenzwert des Tragvermögens $P_{kr}/F \approx -2700 \text{ kg/cm}^2$ (vgl. X. Abschnitt) anwächst; für den Stabquerschnitt wurde hierbei ein Rechteck $F = bh$, für den Angriffshebel der extrem kleine Wert $p/k = 1/8$ und für den Schlankheitsgrad der extrem kleine Wert $\lambda = 20$ gewählt. Bild 2a ist dem in der Stabmitte gelegenen „Scheitelquerschnitt“ zugeordnet. Wir erkennen, daß in beiden Querschnitten am biegezugseitigen Rand zwar Entlastungen unelastisch gestauchter (d. h. mit $\sigma > 1900 \text{ kg/cm}^2$ gedrückter) Fasern zustande kommen, daß aber die dadurch bedingte Änderung der Spannungsverteilung und daher auch die Beeinflussung des inneren Widerstandes unmerklich klein bleibt, da die Faserspannungen vor dem Spannungsabbau nicht einmal den Wert $\sigma = -2000 \text{ kg/cm}^2$ erreichen, somit in den unelastischen Bereich nur ganz wenig eindringen.

Ist der Schlankheitsgrad des Stabes klein und nähert sich der Angriffshebel dem Wert $p \rightarrow 0$, dann nimmt die Ausdehnung der „Entlastungszonen“, innerhalb deren ein Spannungsabbau unelastisch gestauchter Stabfasern erfolgt, immer mehr zu und der Einfluß auf den inneren Widerstand des Stabes wird immer größer, bis schließlich im Grenzfall $p = 0$ das Entlastungsgesetz auf der ganzen Biegezugseite zur Geltung kommt (vgl. die Knickspannungsverteilung nach Engeßer-Kármán). Als Beispiel für dieses Anwachsen der Bedeutung des Entlastungsgesetzes wurden in Bild 2c die Serien aufeinanderfolgender Normalspannungs-Verteilungen gezeichnet, die im Scheitelquerschnitt eines Stabes mit Rechteckquerschnitt, $l/i = 21,3$ und $p = 0,06 k = 0,01 h$, bis zum Erreichen des kritischen Zustandes ausgebildet werden; bei Anwachsen der Druckkraft von $P = \sigma_0 \cdot F = 2500 F$ auf den Grenzwert des Tragvermögens $P_{kr} \approx -2700 F$ erfahren die unelastisch gestauchten Stabfasern auf der Biegezugseite einen sehr ausgeprägten Spannungsabbau.

Wir wollen im weiteren nur den Grenzfall $p = 0$, bei dem sich die Entlastung über die ganze Biegezugseite erstreckt, und die Fälle $p/k \geq 1/8$, bei denen das Entlastungsgesetz im „Belastungsfall C“ praktisch nicht mehr zur Geltung kommt, in Untersuchung ziehen; im „Belastungsfall B“ sind die so erhaltenen Lösungen für alle $p/k \geq 1/4$ einwandfrei, während sie im „Belastungsfall A“, der praktisch sehr selten vorkommt, den Charakter einer guten Näherungslösung besitzen.

III. Zusammenhang zwischen Spannungsmoment und Achsenkrümmung.

Wir beschränken uns hier auf Stäbe mit dem Rechteckquerschnitt $F = bh$ und messen die Höhe h längs jener Querschnittshauptachse, auf der nach Voraussetzung der Kraftangriffspunkt gelegen ist und in deren Richtung die seitliche Ausbiegung y der Stabachse erfolgt. Alle Längen wollen wir in cm, alle Kräfte in kg messen. Unter der Druckkraft P , die mit den beiderseits gleichen Hebelarmen p einwirkt, bildet der Stab die Gleichgewichtsfigur $y = f(x)$ aus. Die Normalspannungen, die hierbei in den einzelnen Querschnitten x entstehen, müssen dem vorhandenen Biegemoment $M_a = -P(p + y) = -Py$ und der Normalkraft $N \approx P$ das Gleichgewicht halten. Wir denken uns diese Normalspannungsverteilung in die gleichmäßige Verteilung der „mittleren Druckspannung“ $\sigma_0 = P/F$ und in eine darüber gelagerte Biegespannungsverteilung zerlegt, die die beiden Gleichgewichtsbedingungen

$$\int_F \sigma_b dF = 0, \quad \int_F \sigma_b \zeta dF - M_a = 0$$

(ζ bedeutet den Abstand der Stabfaser von der Stabachse) befriedigt; die auftretenden Biegegrandspannungen sollen mit σ_{bz} , σ_{bd} , die effektiven Randspannungen mit $\sigma_z = \sigma_{bz} + \sigma_0$, $\sigma_d = \sigma_{bd} + \sigma_0$ bezeichnet werden (Bild 3) und Zugspannungen seien positiv gezählt. Ein Stabelement der Länge „Eins“, das wir uns aus dem ausgebogenen Stab herausgeschnitten denken, nimmt unter der Einwirkung von M_a und N die in Bild 3a oder 3b gezeichnete Form an. Die spezifischen Längenänderungen zeigen hierbei längs

der Stabhöhe h eine lineare Verteilung, wie sie auch für die Abszissenwerte ϵ der Formänderungskurve (Bild 1) in Geltung steht, so daß nach Voraussetzung 3 und den Darlegungen des II. Abschnittes geschlossen werden kann, daß die im Stab auftretende Normalspannungsverteilung affin verwandt ist mit der für Zug und Druck gezeichneten „zugrunde gelegten“ Formänderungskurve; der innerhalb der Abszissenwerte ϵ_z und ϵ_d gelegene Ast dieser Kurve erscheint einfach über der Querschnittshöhe h abgebildet. Die Stabfaser, in der $\sigma = \sigma_0$ ist, gehört der Biegespannungs-Nulllinie N_b und jene, in der $\sigma = 0$ ist, der „absoluten“ Nulllinie N an. Wiewohl diese absolute Nulllinie auch außerhalb des Querschnitts gelegen sein kann (Bild 3a), ist

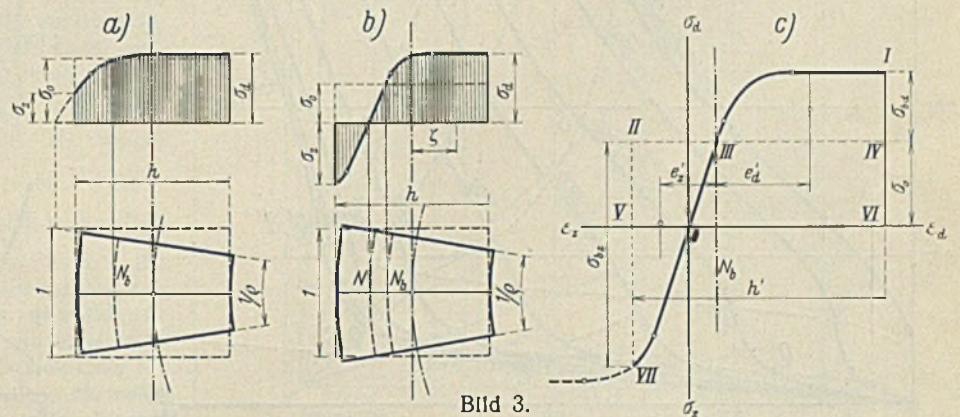


Bild 3.

Ihre Entfernung von der Stabachse immer vernachlässigbar klein gegenüber der Entfernung des Krümmungsmittelpunktes der Stabachse, so daß wir für die örtliche Krümmung dieser Achse mit größter Annäherung $\frac{1}{\rho} = \frac{\epsilon_z - \epsilon_d}{h}$ schreiben können, wenn ϵ als Verlängerung positiv gezählt wird. Es ist daher grundsätzlich möglich, für vorgegebene Werte der mittleren Druckspannung σ_0 und des Biegemoments $M_a = M_i$ die Normalspannungsverteilung und daß Maß der örtlichen Achsenkrümmung $1/\rho$ auf Grund der vorgegebenen Querschnittsform und der Formänderungskurve eindeutig anzugeben.

Die systematische Ermittlung der im Gleichgewichtsfall zusammengehörigen Werte $\sigma_0 = \frac{P}{F}$, $M_a = M_i$ und $\frac{h}{\rho} = \epsilon_z - \epsilon_d$ wollen wir für den Rechteckquerschnitt anhand von Bild 3c kurz schildern. Wir zeichnen die „zugrunde gelegte“ Formänderungskurve in beliebigem Maßstab und wählen einen bestimmten Wert für σ_0 , z. B. $\sigma_0 = -1500 \text{ kg/cm}^2$. Dann nehmen wir einen Wert ϵ_d beliebig an, berechnen die in cm^2 ausgedrückte Größe der von den Biegedruckspannungen beschriebenen Fläche $\Phi_{bd}' = \text{Fläche (III, I, IV)}$ und finden nach einigem Probieren eine Abszissenstelle V derart, daß die Biegezugspannungsfläche $\Phi_{bz}' = \text{Fläche (III, VII, II)}$

dieselbe Größe wie ϕ_{bd} besitzt (alle aus dem Formänderungsdiagramm entnommenen Werte sollen hier durch einen Strich gekennzeichnet sein). Das Spannungsbild (V, VII, 0, III, I, VI, 0) erfüllt, da wir einen Rechteckquerschnitt voraussetzen, die erste der beiden Gleichgewichtsbedingungen und ist nun über der gegebenen Querschnittshöhe h affin abzubilden, indem wir die Ordinaten unverändert lassen und die Abszissen im Verhältnis $h:h'$ verkleinern (Bild 3b); die Resultierenden der Biegedruck- und Biegezugspannungen D, Z betragen dann im Stab, wenn μ den Ordinatenmaßstab im Formänderungsdiagramm [$1 \text{ cm} = \mu \text{ kg/cm}^2$] bestimmt, $D = Z = \mu \phi_{bd}' b \cdot \frac{h}{h'}$. Berechnen wir nun auch die Schwerpunktsentfernungen e_d', e_z' der Biegedruck- und Biegezugspannungsflächen in Bild 3c, dann können wir weiter feststellen, daß der Hebelarm des Kräftepaars D, Z im Stabquerschnitt die Größe $(e_z + e_d) = (e_z' + e_d') h/h'$ besitzt, so daß sich für das resultierende Moment der Biegespannungen im Stab der Wert $D (e_z + e_d) = \mu \phi_{bd} \cdot \frac{e_z' + e_d'}{(h')^2} \cdot b h^2$ ergibt; mit Rücksicht auf die Erfüllung der ersten Gleichgewichtsbedingung stimmt dieses Moment mit dem gesuchten resultierenden Moment der gesamten Normalspannungs-Verteilung $M_i = \int \sigma_b \cdot \zeta \cdot dF$ überein. Da die Abszissen-Nennwerte ϵ_z, ϵ_d der Orte V und VI in Bild 3c bekannt sind, können wir auch das Maß der örtlichen Achsenkrümmung $\frac{h}{\rho} = \epsilon_z - \epsilon_d$ angeben, das der Größe $\frac{M_i}{b h^2} = \mu \phi_{bd}' \cdot \frac{e_z' + e_d'}{(h')^2}$ zugeordnet ist. Durch Wahl verschiedener Abszissenstellen ϵ_d erhalten wir verschiedene solche Wertepaare, die wir als Koordinaten von Punkten der sogenannten „Kurve des inneren Widerstandes“ auftragen; der Verlauf dieser Kurven ist von der Formänderungslinie, der Querschnittsform und der mittleren Druckspannung σ_0 abhängig. Bild 4 zeigt die für den Rechteckquerschnitt, den

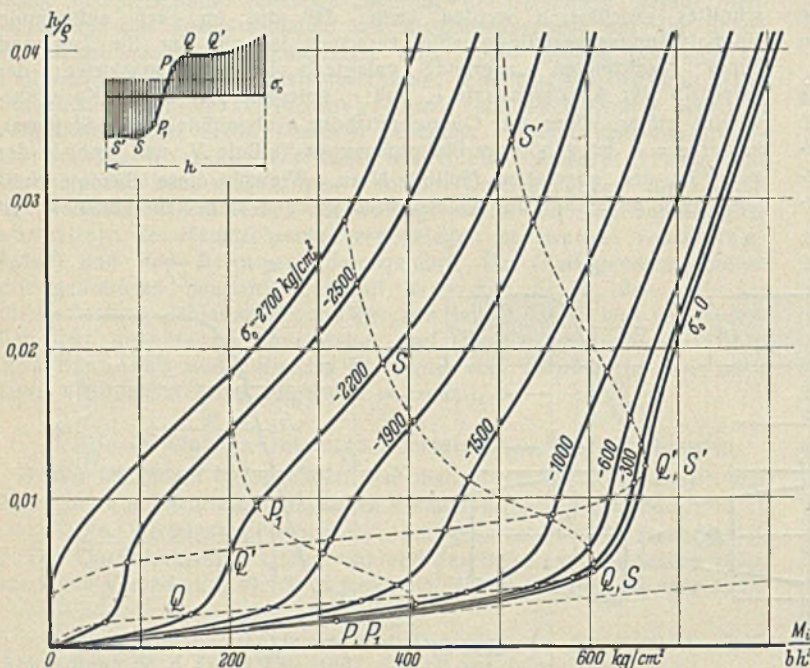


Bild 4.

Baustahl nach Bild 1 und die Parameter $\sigma_0 = 0, -300, -600, -1000, -1500, -1900, -2200, -2500$ und -2700 kg/cm^2 gezeichneten „Kurven des inneren Widerstandes“. Die Punkte P, Q und Q' sind hierbei jenen Spannungsverteilungen zugeordnet, die am biegedruckseitigen Querschnittsrand die Proportionalitätsgrenze bzw. die Quetschgrenze bzw. den Beginn der Verfestigung (vgl. Bild 4, links oben) erreichen, während sich die Punkte P_1, S und S' sinngemäß auf den biegezugseitigen Rand beziehen. Besitzt der Stabquerschnitt eine beliebige, nicht rechteckige Form, dann ist die Veränderlichkeit der Querschnittsbreite b bei der Erfüllung der ersten Gleichgewichtsbedingung und bei der Bestimmung des Spannungsmomentes sinngemäß zu berücksichtigen; die „Kurven des inneren Widerstandes“ legen dann, sofern b auf die Querschnittshöhe h bezogen wird, den funktionalen Zusammenhang $\frac{h}{\rho} = \gamma \cdot \left(\frac{M_i}{h^3}\right)$ fest.

IV. Die Ermittlung der „Grundkurven“.

Als „Grundkurven“ bezeichnen wir die Gleichgewichtsfiguren (Biegelinien) $y = f(x)$, die unter Zugrundelegung der im III. Abschnitt entwickelten „Kurven des inneren Widerstandes“ für eine mittig angreifende Druckkraft P festgelegt werden können. Sie dienen zur

Bestimmung der sogenannten „Gleichgewichts-Schlankheiten“ im Falle außermittiger Belastung $p/k > 1/8$ und sind mit Rücksicht auf die im III. Abschnitt vorausgesetzten „entlastungsfreien“ Normalspannungs-Verteilungen nur dann mit den unter zentrischem Druck wirklich ausgebildeten Gleichgewichtsfiguren identisch, wenn $\frac{P}{F} \leq \sigma_P = 1900 \text{ kg/cm}^2$ ist; sie verlaufen symmetrisch zur Halbierenden der Stablänge l und sollen durch die „Scheitelausbiegung“ $y = y_0$ (seitliche Ausbiegung in Stabmitte) gekennzeichnet werden. Dem Biegemoment $M_a = M_i = P y$ ist nach den Ausführungen des III. Abschnittes eine bestimmte Achsenkrümmung $\frac{1}{\rho}$ zugeordnet, die nach Voraussetzung 6 durch den Differentialquotienten $\frac{1}{\rho} = -\frac{d^2 y}{d x^2} = -y''$ ersetzt gedacht werden kann. Die nach dem Parameter σ_0 geordneten „Kurven des inneren Widerstandes“ in Bild 4 legen daher unmittelbar den funktionalen Zusammenhang $\approx h y'' = \frac{h}{\rho} = \gamma \left(\frac{P \cdot y}{b h^2}\right) = \gamma \left(\sigma_0 \cdot \frac{y}{h}\right) = \gamma_1 \left(\frac{y}{h}\right)$ fest, aus dem durch zweimalige Integration die gesuchte Gleichgewichtsfigur $y = f(x)$ bestimmt werden kann; die Randbedingungen, die bei dieser Integration berücksichtigt werden müssen, fordern für den Scheitelpunkt $y = y_0$ die Erfüllung von $y' = 0$ und für den Endpunkt $x = 0$ die Erfüllung von $y = 0$.

Wir wollen die Integration der Differentialbeziehung $-h y'' = \gamma_1 \left(\frac{y}{h}\right)$, die nach Kármán*) in zwei Quadraturstufen erfolgt, anhand des Bildes 5 vorführen und wählen hierzu den Fall $P/b h = -1500 \text{ kg/cm}^2$ und $y_0/h = 0,30$. Mit Hilfe der Beziehung $\frac{y}{h} = -\frac{M_i}{P h} = \frac{1}{1500} \cdot \frac{M_i}{b h^2}$

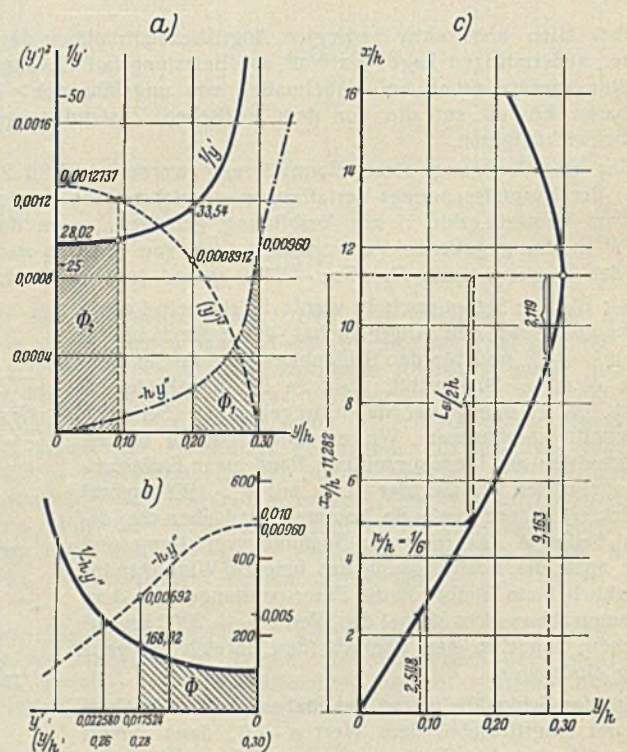


Bild 5.

haben wir vorerst die Kurve des inneren Widerstandes „ $\sigma_0 = -1500$ “ in der affinen Form $-h y'' = \gamma_1 \left(\frac{y}{h}\right)$ darzustellen (strichpunktierte Kurve in Bild 5a u. 6) und nun die erste Stufe der Quadratur auf Grund der Beziehung $(y')^2 = 2 \int_{y/h}^{\sigma_0/h} (-h y'') d \left(\frac{y}{h}\right)$ durchzuführen. Wir beginnen an der Stelle $y/h = y_0/h = 0,30$ mit dem aus der ersten Randbedingung folgenden Wert $(y')^2 = 0$ und ermitteln nun, von hier gegen das Stabende fortschreitend, die gestrichelt gezeichnete Integralkurve $(y')^2 = f_1 \left(\frac{y}{h}\right)$ durch fortschreitende Quadratur; die bis zur Stelle $y/h = 0,20$ reichende schraffierte Fläche $\phi_1 = 0,000 445 6$ liefert demgemäß die Ordinate $(y')^2 = 2 \phi_1 = 0,000 891 2$ an der Stelle $y/h = 0,20$. Dann bilden wir aus den einzelnen Werten $(y')^2$ die Größen $1/y'$ und zeichnen die Kurve $\frac{1}{y'} = f_2 \left(\frac{y}{h}\right)$, die an der Stelle $y/h = 0$ mit $\frac{1}{y'} = \frac{1}{\sqrt{0,001 273 7}} = 28,02$ von der Ordinatenachse waagrecht abzweigt.

Die zweite Stufe der Quadratur schließt an die Kurve $\frac{1}{y'} = f_2\left(\frac{y}{h}\right)$ an und erfolgt auf Grund der Beziehung $\frac{x}{h} = \int_0^{y/h} \left(\frac{1}{y'}\right) d\left(\frac{y}{h}\right)$. Wir beginnen an der Stelle $y/h = 0$ mit dem aus der zweiten Randbedingung folgenden Wert $x/h = 0$ und ermitteln die Werte $\frac{x}{h} = f_3\left(\frac{y}{h}\right)$ durch fortgesetzte Quadratur; beispielsweise legt die schraffierte, bis zur Stelle $y/h = 0,09$ reichende Fläche $\phi_2 = 2,548$ die Größe $x/h = 2,548$ an der Stelle $y/h = 0,09$ in Bild 5c fest. Die Kurve $f_3(y/h)$, die schon identisch mit der gesuchten Gleichgewichtsfigur $y = f(x)$ ist, kann nach diesem Verfahren bis zur näheren Umgebung des Scheitels bestimmt werden; für $y/h \rightarrow y_0/h$ versagt die Methode, da dann $1/y'$ unendlich groß wird. Wir müssen uns hier nach einer anderen Quadraturformel umsehen und finden eine geeignete in der Beziehung $\frac{x}{h} = \int_0^{y/h} \left(\frac{1}{-hy''}\right) d\left(\frac{y}{h}\right)$, die uns

die vom Scheitel ($y' = 0$) gemessenen Entfernungen x der Punkte der Gleichgewichtsfigur liefert. Wir zeichnen unter Verwendung der Größen y' und $-hy''$, die für die einzelnen Stellen y/h schon bekannt sind, die Kurve $\frac{1}{-hy''} = f_4(y')$ für die Umgebung der Scheitelstelle $y_0/h = 0,30$ (voll ausgezogene Kurve in Bild 5b; unterhalb der Abszissenwerte y' sind die zugeordneten Parameter y/h angegeben worden) und können dann nach obiger Formel die den einzelnen Intervallen $(y_0/h - y/h)$ entsprechenden Intervalle $x/h = (x_0/h - x/h)$ berechnen. Beispielsweise legt die schraffierte Fläche $\phi = 2,119$ die Größe $x/h = x_0/h - x/h$ fest, die einem Anwachsen des Wertes y/h von 0,28 auf 0,30 entspricht; wenn wir daher nach dem früheren Verfahren bis zur Stelle $y/h = 0,28$, $x/h = 9,163$ gelangt sind, können wir mit Hilfe dieses Wertes unmittelbar die Koordinaten des Scheitelpunktes mit $y_0/h = 0,30$ und $x_0/h = 9,163 + 2,119 = 11,282$ angeben. Während die früher verwendete Quadraturformel in der Nähe des Scheitels unbrauchbar wurde, versagt die neue Formel in der Nähe des Stabendes; in einem weiten Gebiet innerhalb dieser beiden Grenzen liefern jedoch beide Verfahren scharfe Werte, was eine durchgreifende Kontrolle der Ergebnisse ermöglicht.

Das geschilderte Lösungsverfahren läßt jeden gewünschten Grad der Genauigkeit zu, da wir von bestimmten, durch die Koordinaten ziffernmäßig festgelegten Punkten der Formänderungskurve ausgehen und hieraus durch Rechnung die Koordinaten bestimmter Punkte der „Kurve des inneren Widerstandes“ bestimmen, die die Grundlage für die zahlenmäßig durchgeführte Quadratur bilden; die Fehler können daher durch entsprechend dichte Lage der Punkte des Formänderungsdiagrammes (Bild 1) in beliebig engen Grenzen gehalten werden.

Die in Bild 5c festgelegte Kurve $\frac{x}{h} = f_3\left(\frac{y}{h}\right)$ stellt die untere Hälfte der zur Mitte symmetrischen Grundkurve dar, die unter der Laststufe $\frac{P}{F} = \sigma_0 = -1500 \text{ kg/cm}^2$ bei einer Scheitelausbiegung $y_0/h = 0,30$ ausgebildet wird und für deren Länge L_0 („Grundkurvenlänge“) die Quadratur den Wert $L_0 = 2x_0 = 22,56 \cdot h$ lieferte. Wählen wir für y_0/h einen anderen Betrag, dann erhalten wir nach dem geschilderten Integrationsverfahren einen anderen Grundkurvenverlauf und damit eine andere Länge L_0 . In Bild 6 sind die halben Äste der Grundkurven für $y_0/h = 0,0444, 0,20, 0,30, 0,40, 0,582$ wiedergegeben worden, die unter der Laststufe $P/bh = -1500 \text{ kg/cm}^2$ ausgebildet werden. Um hierbei die Randspannungen, die in den einzelnen Querschnitten auftreten, bequem abschätzen zu können, wurde die Gerade H an der Stelle $y/h = 0,0444$, das sogenannte „Quetschintervall Qu “ im Bereich $0,230 < y/h < 0,292$ und das „Streckintervall St “ im Bereich $0,310 < y/h < 0,395$ eingetragen. Alle Grundkurvenpunkte links von H gehören Querschnitten an, in denen die Grenze des Hooke'schen Bereiches $\sigma_p = -1900 \text{ kg/cm}^2$ noch nicht erreicht ist; die Grundkurve Nr. 1, die zur Gänze in diesem Bereich liegt, zeigt daher einen sinusförmigen Verlauf und besitzt die aus der Eulerschen Knickspannungsformel folgende Gleichgewichtslänge

$$L_0 = \frac{\pi h}{\sqrt{12}} \sqrt{\frac{E}{\sigma_0}} = 34,80 \cdot h.$$

Alle Grundkurvenpunkte, deren Abszissen in das „Quetschintervall“ fallen, gehören Querschnitten an, in denen die biegedruckseitige Randspannung den Quetschbereich $\sigma_Q = -2700 \text{ kg/cm}^2$ (Bereich FF' in Bild 1) durchläuft und alle Grundkurvenpunkte oberhalb des „Streckintervalls“ sind Schwerpunkte von Stabquerschnitten, in denen die biegezugseitige Randspannung den Streckbereich $\sigma_S = +2700 \text{ kg/cm}^2$ durchwandert. Rechts außerhalb dieses Intervalls liegen die Querschnitte, in denen schon beide Randspannungswerte dem Verfestigungsbereich angehören; um auch hier einen Anhaltspunkt zur Spannungsabschätzung zu geben, wurden die Randspannungswerte, die im stärkstbeanspruchten

Scheitelquerschnitt der letzten Grundkurve auftreten, in Bild 6 angegeben; Grundkurven mit $y_0/h > 0,582$ würden im Scheitel auf effektive Zugspannungen führen, die die Grenze unseres Untersuchungsbereiches ($\max \sigma_z = +4000 \text{ kg/cm}^2$) erreichen oder überschreiten.

Begnügen wir uns mit einer nur näherungsweise Ermittlung der Grundkurvenlänge L_0 , dann können wir, um die Integration der Gleichung $-hy'' = \mathcal{F}_1\left(\frac{y}{h}\right)$ zu ersparen, die Grundkurve einfach durch eine Sinushalbwellen $y = y_0 \sin \frac{\pi x}{L_0}$ ersetzen und (ohne die Spannungsverhältnisse in den einzelnen Stabquerschnitten zu berücksichtigen) einzig aus dem Spannungsbild des Scheitelquerschnittes auf die Größe L_0 schließen. Wir erhalten aus unserem Ansatz $-y' = y_0 \frac{\pi^2}{L_0^2} \sin \frac{\pi x}{L_0}$, also für $x = L_0/2$ einfach $-hy''_0 = \pi^2 \frac{y_0}{h} \cdot \frac{h^2}{L_0^2}$ und daraus $L_0/h = \pi \sqrt{\frac{y_0/h}{-hy''_0}}$. Die Werte $-hy''_0$ sind für eine gewählte Laststufe $\sigma_0 = P/F$ aus der zugeordneten „Kurve des inneren Widerstandes“ zu entnehmen; im Rahmen des

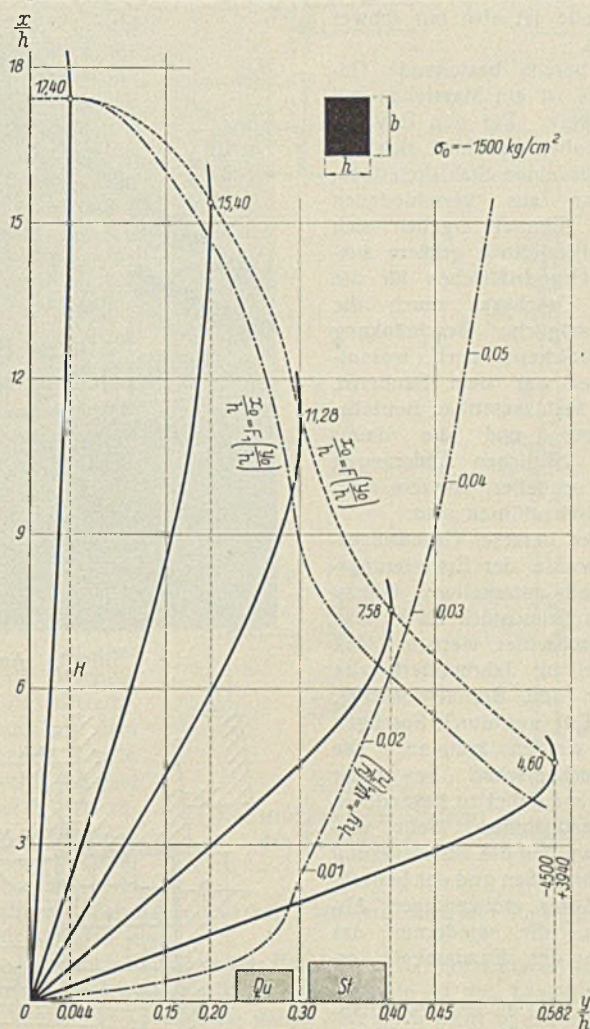


Bild 6.

früher behandelten Zahlenbeispiels erhalten wir für $\sigma_0 = -1500 \text{ kg/cm}^2$, $y_0/h = 0,30$ den Wert $-hy''_0 = 0,00960$ (Ordinate der Kurve „ $\sigma_0 = -1500$ “ in Bild 4, gemessen an der Stelle $\frac{M_i}{bh^2} = -\sigma_0 \frac{y_0}{h} = 450,0 \text{ kg/cm}^2$)

und somit $L_0/h = \pi \sqrt{\frac{0,30}{0,00960}} = 17,56$, während sich nach der genauen Theorie der um 28,5% größere Betrag $L_0/h = 22,56$ ergab. Die nach diesem Näherungsverfahren bestimmten Werte $x_0/h = L_0/2h = F_1\left(\frac{y_0}{h}\right)$, die in Bild 6 als Ordinaten der strichpunktlierten Kurve aufgetragen wurden, sind nicht unerheblich kleiner als die Scheitelordinaten $\frac{x_0}{h} = \frac{L_0}{2h} = F\left(\frac{y_0}{h}\right)$ der genauen Grundkurven, deren Verlauf eher einer semikubischen Parabel gleicht.

Die Annahme sinusförmiger Grundkurven liegt dem im I. Abschnitt erwähnten Näherungsverfahren von Prof. Hartmann ⁹⁾ zugrunde; die Annäherung der nach diesem Verfahren gefundenen kritischen Druckkräfte an die strengen Werte ist jedoch trotz der geschilderten Abweichungen in der Grundkurvenlänge L_0 eine sehr große. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Erweiterungsbau eines Geschäftshauses in Köln.

Von H. Schmudde, V. d. I., Köln-Kalk.

Wenn man den Erweiterungsbau in seiner fertigen Gestalt (Bild 1) vor sich sieht, läßt er nicht gleich erkennen, welche Schwierigkeiten bis zu seiner Beendigung zu überwinden waren. Es bedurfte engster Zusammenarbeit zwischen Architekt, Ingenieur und Bauunternehmer, um eine möglichst vollkommene Lösung herbeizuführen. Bild 2 zeigt den Grundriß des Erweiterungsbaues. Man erkennt ihn als Eckbau und gleichzeitig auch, wie beengt die Baustelle liegt. An einer Längsseite schließt der Bau an das bestehende Geschäftshaus an, dessen Erweiterung er bilden soll. Die rückwärtige Schmalseite wird durch vorhandene alte Wohnhäuser abgeschlossen. Die freie Längsseite liegt an der Straße Unter Krahenbäumen, die freie Schmalseite an der Domstraße. Beide Straßen sind nicht über 8 m breit und liegen inmitten der dicht besiedelten Kölner Altstadt, deren Straßen alle sehr eng sind. Die Domstraße ist zudem eine Hauptverkehrsstraße mit stärkstem Fuhrwerkverkehr, die Baustelle ist also nur schwer zugänglich.

Das bereits bestehende Geschäftshaus ist ein Massivbau mit Betontragwerk. Für den Erweiterungsbau aber entschied sich der Bauherr für einen Stahlskelettbau, und zwar aus verschiedenen Gründen. Einmal ergaben sich beim Stahlskelettbau größere ausnutzbare Grundrißflächen für die einzelnen Geschosse durch die hierbei mögliche Beschränkung der Wanddicken; noch wesentlicher aber war dem Bauherrn, daß beim Stahlskelettbau Betriebsumstellungen und die damit bedingten baulichen Änderungen nicht nur schneller, sondern auch billiger durchzuführen sind.

Zwecks besserer Grundrißausnutzung wurde der Erweiterungsbau doppelt unterkellert. Hierzu mußte das Grundstück bis zu 6 m tief ausgeschachtet werden. Man stieß dabei auf Jahrhunderte alte Mauerreste und Brunenschächte, die zum Teil nur durch Sprengen beseitigt werden konnten. Die dichte Nachbarschaft bewohnter Häuser zwang dabei zu besonderen Vorsichtsmaßnahmen. Sehr umfangreich wurden die zur Sicherung der Verkehrsstraßen und der benachbarten Häuser notwendigen Abstützungen, die wiederum das Einbringen der Fundamente erschwerten.

Knapp 400 m von der Baustelle entfernt fließt der Rhein. Die tiefste Kellersohle liegt dazu noch 2,35 m unter Hochwasser. Man war damit gezwungen, Kellerfußboden und Wände wasserundurchlässig zu machen und außerdem die unterste Unterkellerung als geschlossenen Trog auszuführen. Der bei HW auf das Gebäude wirkende Auftrieb wird durch das Gebäudegewicht zwar reichlich aufgehoben, zwang aber zur Ausführung eines besonders stark armierten Kellerfußbodens.

Bild 2 zeigt einen Grundriß des Erweiterungsbaues. Er erstreckt sich über $F_1-A_1-A_{18}-H_{18}-H_{15}-D_{15}-D_5-F_5-F_1$. Sehr unangenehm war hierbei, daß nicht eine einzige Ecke einen rechten Winkel bildete und außerdem die Frontlinie an der Straße Unter Krahenbäumen zweimal schwach eingeknickt war. Durch Entgegenkommen der zuständigen Behörde wurde die Frontlinie so geändert, daß nur ein Knick, und zwar bei A_{10} , ausgeführt werden konnte. Der Grundrißteil $D_5-D_{15}-H_5-D_5$ bildet einen großen Lichthof mit einfacher Unterkellerung und nur eingeschossigem Ueberbau. Die Überdachung liegt etwa in Höhe der 1. Geschosdecke. Reichliche Oberlichter sorgen für ausgiebige Belichtung des unten im Lichthof abgeschlossenen Raumes.

Bild 3 zeigt einen schematischen Querschnitt des normalen 8,8 m breiten Gebäudeteiles A—B, wie er sich von 18 bis 5 erstreckt und, mit einer aus architektonischen Gründen bedingten Dachänderung, auch für den Gebäudeteil 5 bis 1. Man sieht, daß oberhalb der beiden Keller fünf Geschosse aufgebaut sind. Die beiden oberen Geschosse sind zwecks besserer Auswirkung des Tageslichtes für Straße und gegenüberliegende Häuser um je 0,9 m zurück gesetzt worden. Der Teil D—H stellt den Querschnitt durch den Lichthof mit Unterkellerung und Überdachung dar.

Im Tiefkeller sind außer einigen Lagerräumen auch die Luftschutzräume für die mehrere 100 Personen betragende Belegschaft untergebracht. Wände und Fußboden des Tiefkellers wurden aus dem schon eingangs erwähnten Grunde in Eisenbeton ausgeführt. Der Bauteil oberhalb der Tiefkellerdecke erhielt als Tragwerk ein Stahlgerippe in reiner Trägerbauweise. Die Entfernung der Hauptstützen und Unterzüge ist fast durchweg 4,92 m. Zwischen den Unterzügen wurden in 1,6 m Entfernung Stahlträger eingebaut. Die Verteilung der Konstruktionsglieder ist nun bei allen Geschosdecken die gleiche. Immer liegen Unterzüge und Deckenträger, im Grundriß gesehen, genau übereinander, um bei späterer Anordnung von Aufzügen oder Rutschen die Deckendurchbrüche in einfacher Weise schaffen zu können. Es war zwar auch erwogen, wenigstens die Deckenträger aus Luftschutzgründen in jeder Geschosdecke anders anzuordnen, doch hätte sich hiermit, vom Tiefkeller nach oben gesehen, auch noch kein geschlossener Stahlrost als Luftschutz ergeben. Die Konstruktion wäre aber komplizierter und teurer geworden. Man entschloß sich statt dessen, die beiden Decken über dem Tief- und Hochkeller ebenfalls mit Eisenbeton zwischen den Trägern auszufüllen. Die Decke über dem Tiefkeller erhielt als Belag einen Zementglattstrich und die Decke über dem Hochkeller, die gleichzeitig Ladenfußboden bildet, über dem Glattstrich Buchenholzparkett in Asphalt verlegt. Für die übrigen Decken, auch das Dach, wurden zwischen den Trägern etwa 11 cm dicke eisenarmierte Betondielen auf den Unterflanschen verlegt. Auf diesen Dielen wurde zur Auffüllung bis Oberkante der allgemein 20 cm hohen I-Träger ein Leichtbeton mit oberem Zementglattstrich aufgebracht. Das Dach erhielt darüber doppelte Papplage, die Geschosdecken Buchenparkett. Eine abweichende Ausführung erhielt die Decke im zweiten Ober-

geschos. Hierauf kommen einige 100 Nähmaschinen zur Aufstellung. Um deren Erschütterungen und Geräusche abzufangen, wurde hier zwischen Buchenparkett und Zementglattstrich eine Schallisolation mittels 2 cm starker Korkplatten hergestellt. Diese Korkplatten sind auch noch hinter den Fußleisten, also an den Wänden etwa 10 cm hoch angeordnet. Hiermit sind die Erschütterungen und Geräusche aus dem Nähmaschinenbetrieb vollständig abgefangen und können sich durch den Holzfußboden weder auf das Mauerwerk noch auf das Stahlgerippe weiter fortpflanzen. Bild 4 zeigt einen Querschnitt dieser Deckenausbildung.

Die Stützen sind durchweg aus IP-Trägern hergestellt. Sie sind vollkommen im Mauerwerk eingehüllt, soweit entsprechend breite Pfeilerstreifen zwischen den Fenstern dies zuließen. Bei den sehr schmalen Fensterpfeilern an der Straße Unter Krahenbäumen wurde Betonumhüllung gewählt. Bild 5 zeigt die Querschnittsausbildung dafür.



Bild 1. Ansicht des Erweiterungsbaues.

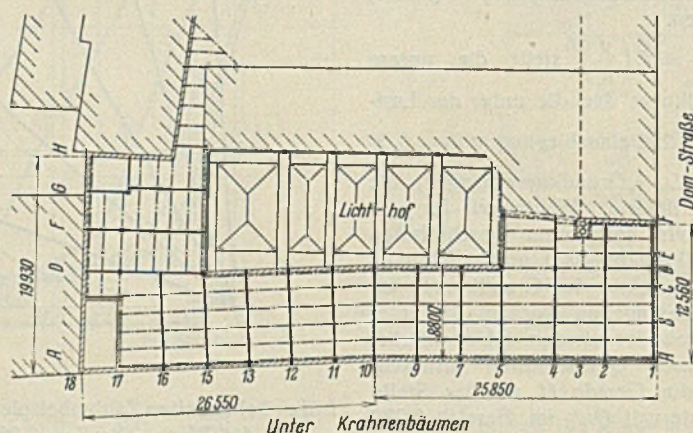


Bild 2. Grundriß und Lageplan des Erweiterungsbaues.

Mit Rücksicht auf die schwierigen Transportverhältnisse in den engen Zufahrtstraßen durften keine Konstruktionslängen über 9 m verwendet werden. Dies und die aufs zulässige beschränkten Wandmauerstärken zwangen zur mehrfachen Unterteilung der Stützen. Hiermit konnten zwar die Stützen für jedes Geschoß auf die aus Festigkeitsgründen erforderlichen Mindestabmessungen beschränkt werden, verteuerten aber gleichzeitig die Herstellungskosten ziemlich erheblich durch die vielen Stoßverlasehungen. Die Verbindung zwischen den Unterzügen und Stützen erfolgte in allgemein üblicher Weise mittels Winkelprofilen. Soweit es in der Werkstatt möglich war, wurden die Verbindungen gelenket. Auf der Baustelle wurden die Verbindungen geschraubt.

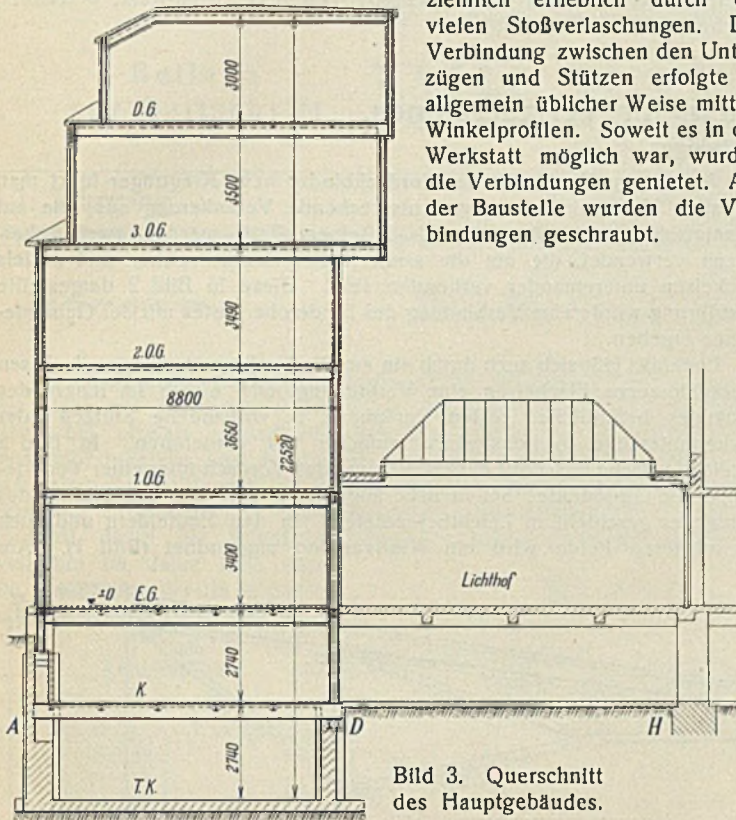


Bild 3. Querschnitt des Hauptgebäudes.

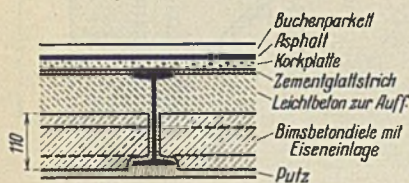


Bild 4. Querschnitt der Decke mit Schallisolierung.

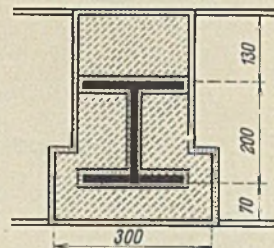


Bild 5. Stützenquerschnitt mit Ummantelung.

Wenn auch die durch Betondecken und Stampfbeton vollständig zwischen den Deckenträgern ausgefüllten Decken für jedes Geschoß geschlossene horizontale Platten darstellten, die das Gebäude in jeder Richtung aussteiften, wurden doch noch zur besonderen Sicherheit die Unterzüge an den Unter- und Oberflanschen an die Stützenstiele mittels Winkelisen angeschlossen. Unterzüge und Stützen formten damit ein mehrfaches, sehr steifes Rahmenwerk. Bild 6 läßt Konstruktionseinheiten hierfür erkennen. Die Deckenträger in den Wandfluchten sind alle doppelt vorgesehen. Einer davon liegt etwas tiefer als der andere. Zwischen beiden wurde Beton eingebracht. Sie bildeten damit den Fenstersturz und tragen außer dem Deckenanteil auch das Mauerwerk von Geschoßdecke zu Geschoßdecke.

Sehr unangenehm wirkten sich die vorliegenden Grundstücksverhältnisse und die beengte Baustelle bei der Montage aus. Zweckmäßig wäre es gewesen, mit der Montage an der Domstraße zu beginnen und in Richtung der Stützenfolge 1—2—3—4 usw. zu arbeiten.

Die Front an der Domstraße lag genau fest und erhielt auch ein Stahlgerippe. Die Wand am anderen Ende, also $A_{18}-H_{18}$, aber ist massives Mauerwerk. Etwaiges Ausbauen der Konstruktion hätte also bei $A_{18}-H_{18}$ leicht ausgeglichen werden können. Der Aufbauvorgang war auch so geplant, mußte aber umgekehrt werden, da an der Ecke bei $A_1-A_4-F_4-F_1-A_1$ ein vorhandenes Wohnhaus nicht schnell genug geräumt und niedergelegt werden konnte. Mit der Montage mußte daher bei 18 begonnen und in Richtung 18—17—16—15 usw. gearbeitet werden. Die Büro- und Werkstattarbeiten mußten schleunigst umgestellt werden. Außerdem ergab sich sofort die Frage, wird die fertig montierte Konstruktion auch genau an der Flucht Domstraße auskommen oder wird sie ausbauen, wieviel wird sie ausbauen und wie wird der Ausbau ausgeglichen? Aber nicht nur das! Auch die Erreichung genauer Höhenlagen für die

Geschoßdecken mußten berücksichtigt werden. Mit dem bestehenden Bau hängt der Erweiterungsbau hinten bei $H_{16}-H_{15}$ nur durch einen schmalen Verbindungstreifen zusammen. Diese Verbindung liegt abseits vom Hauptverkehr. Etwaige Ungenauigkeiten in den Geschoßhöhen wären hier bedeutungslos und hätten durch geringe Gefälle oder Steigungen ausgeglichen werden können. Vorn aber hängen die Geschoßdecken des Erweiterungsbaues mit dem bestehenden Bau in einer Breite von fast 15 m bei F_1-F_5 zusammen. Sie müssen hier genau übereinander stimmen, da hier nicht nur der Betriebsverkehr, sondern auch der Publikumsverkehr ungestört erfolgen muß.

Die Fensteranordnung in der Front Unter Krähnenbäumen ließ nun nur das Feld 5—7 als evtl. mögliches Ausgleichfeld für den Längenausbau zu. Eine vollkommene Lösung war damit aber auch nicht zu erwarten, da die drei Felder von 5—1 sich ja auch wieder ausbauen konnten. Weiter war zu beachten, daß die Mauerpfeiler zwischen den Fenstern sehr schmal sind (Bild 5), so daß ein Längenausbau sich wieder in den Fensterbreiten des Feldes 5—7 unter Umständen hätte auffällig zeigen können. Es wurde daher von der Einschaltung eines Ausgleichfeldes ganz Abstand genommen. Nach Montageerfahrungen wurde der evtl. Längenausbau zu 6 cm geschätzt und hiernach die zuerst zu montierenden Stützen in der Reihe 17 entsprechend zurückgerückt und ihre Höhenlage in bezug auf die Geschoßhöhen an der Front Domstraße genau fixiert. Mit fortschreitender Montage ständig vorgenommene Kontrollmessungen sowohl in der Länge wie in der

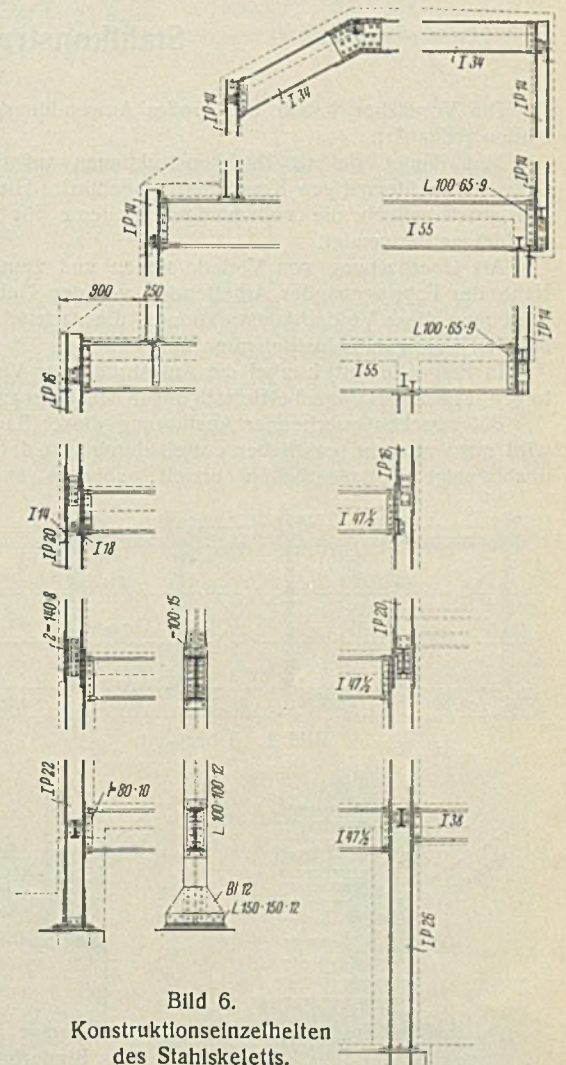


Bild 6. Konstruktionseinheiten des Stahlskeletts.

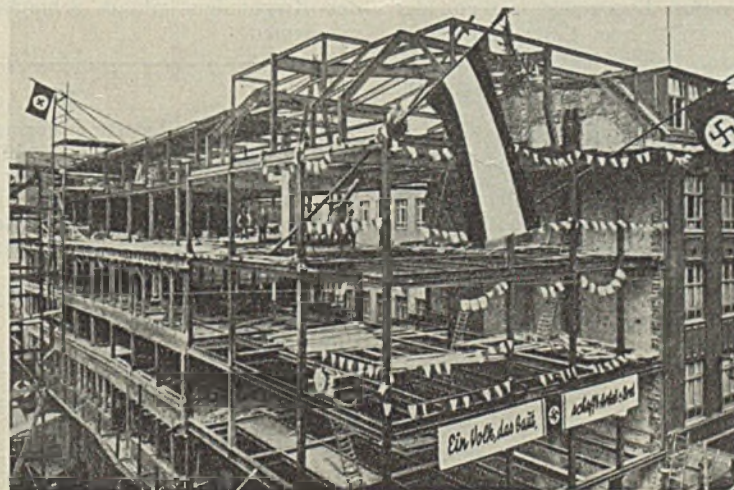


Bild 7. Das fertig montierte Stahlskelett.

Höhe führten dann auch zu dem Ziel, daß die Konstruktion des Erweiterungsbaues bei Abschluß der Montage genau mit den Verhältnissen des bestehenden Baues übereinstimmt. Bild 7 zeigt das fertig montierte Stahlskelett.

Bei der Montage wurde eine einfache Scheere mit je einem Schwenkmast nach vorn und hinten benutzt.

Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion des Hauptgebäudes beträgt etwa 305 t, was einem Gewicht von 24,8 kg/m³ umbauten Raum entspricht.

Die Montage des Hauptteiles, also ohne die Lichthofkonstruktion, wurde in acht Wochen durchgeführt. Die Konstruktion des Lichthofes, etwa 14 t, dürfte erst nach vollständigem Ausbau und Einrichtung und Inbetriebsetzung der neuen Verkaufsräume im Erweiterungsbau erledigt werden.

Der Bauentwurf stammt von Herrn Hans Scheidt, Architekt, B. D. A., Köln, dem auch die Bauleitung oblag. Die Bauarbeiten führte die Baufirma Müller & Co., Köln, aus. Das Stahlskelett wurde von der Abtg. Eisenbau der Humboldt-Deutzmotoren A.G., Köln-Kalk, berechnet, durchgebildet und ausgeführt.

Alle Rechte vorbehalten.

Stahlkonstruktion bei Vordächern für Verladerampen.

Von Ingenieur M. Heidger.

Die Vordächer haben ein großes Anwendungsgebiet bei Industriebauten jeder Art.

Man findet sie als Dachkonstruktionen auf den Bahnhofsanlagen meist mit beiderseitigen Kragenden ausgeführt. Hier werden dann auch fast ausschließlich die vollwandigen Systeme für die Ausführung der Dachträger verwendet.

Als Überdachung von Verladerampen und zum Schutze der in der Nähe des Fabrikgebäudes Arbeitenden vor den Unbilden der Witterung führt man diese Vordachkonstruktionen, die nachstehend dargestellt sind, bei den heutigen Industriebauten aus.

In Frage kommt hierbei die Ausführung der Vordachbinder als freitragende Fachwerkträger bei Befestigung in der Mauer an Pfeilern oder Stützen.

Bei zweckentsprechender Ausführung dieser Bauten von Vordächern wird nicht nur ein praktischer Vorteil durch von dem Witterungseinflusse unabhängige Verladearbeiten erzielt, sondern auch eine vorteilhafte

Auch beim Firstpunkt der Vordachbinder bzw. Kragträger führt man bei allen Konstruktionen eine entsprechende Verankerung aus, die auf mannigfache Art erfolgen kann. In einem Falle werden zwei Ankerbolzen verwendet, die um die armierte Betonstütze reichen und mittels Flacheisen untereinander verbunden sind. Diese in Bild 2 dargestellte Ausführung würde eine Verbindung des Binderobergurtes mit der Gebäudemauer ergeben.

Ebenfalls läßt sich auch durch ein am Binderobergurt mittels \perp -Eisen angeschlossenes Flacheisen eine Verbindung nach einem im Innern des Gebäudes befindlichen festen Punkte, z. B. vorhandene Stützen oder Deckenunterzüge in konstruktiv einfacher Art vornehmen. In Bild 2 ist ein Vordachquerschnitt dargestellt, wo das Vordach über einer Verladerampe für Ölprodukte, Seifen usw. angebracht ist. Die Eindeckung des Vordaches geschieht in Leichtbetondielen. In den Endfeldern und auch im mittleren Felde wird ein Windverband angeordnet (Bild 1). Am

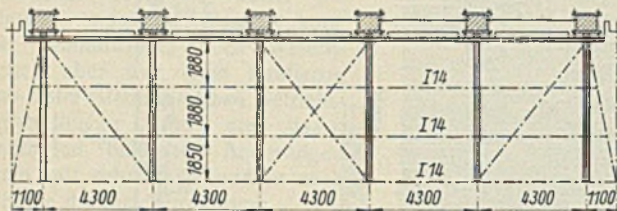


Bild 1. Übersicht.

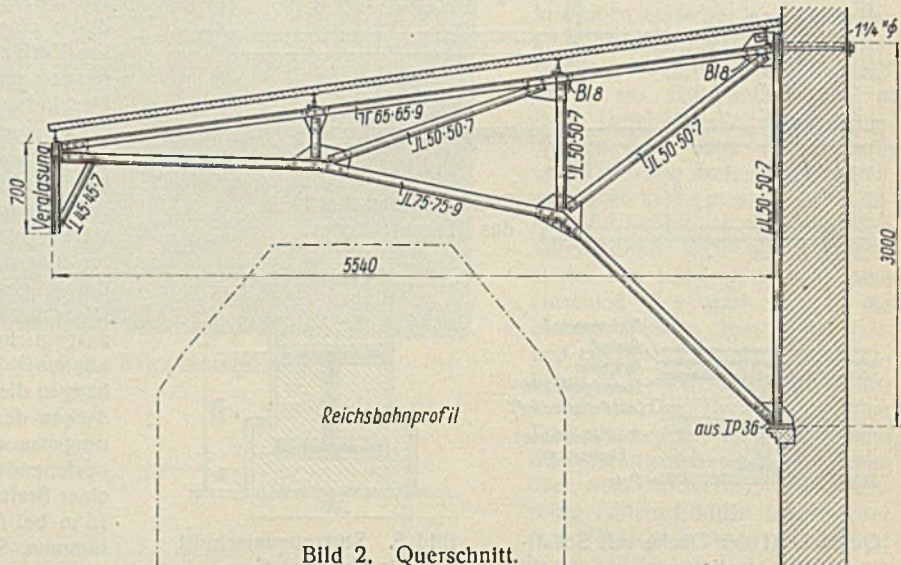


Bild 2. Querschnitt.

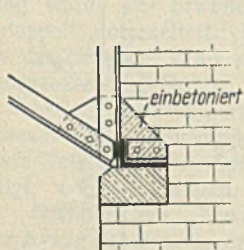


Bild 3. Einbetonierung des Binderfußes.

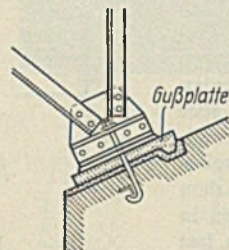


Bild 4. Schräge Lagerung des Binderfußes.

architektonische Wirkung erreicht. Diese zeigt sich besonders bei Einfassung der vorderen Fronten und der Seiten in Glas.

In der dargestellten Ausführung (Bild 1 bis 4) sind die Vordachbinder als Fachwerkträger (Kragträger) einseitig ausgebildet. Die Verankerung der Konstruktion erfolgt im Gebäudepfeiler.

Zunächst ist es sehr wichtig, die Bestimmung der Auflagerreaktionen für die Festlegung der Verankerung vorzunehmen. Bei der Anwendung der statisch bestimmten Systeme ist der untere Lagerpunkt fest und der obere Punkt in einer Richtung entgegengesetzt zum Lastangriff (Kraftwirkung) verankert. Manche Konstruktionen zeigen das System der Aufhängung des Binders zwischen Obergurt und Mauerpfeiler; oder auch vielfach die Ausführung, wo eine am Untergurt ansetzende und an der Mauer oder dem Pfeilervorsprung angeheftete Druckstrebe als Unterstützung dient. Bei dieser Ausbildung darf der Firstpunkt des Binders, falls mit statisch bestimmtem System gerechnet wird, nicht verankert werden.

Es ist aber angebracht, diesen Punkt in konstruktiver Beziehung in der Binderebene sorgfältiger auszubilden, damit ein Abbiegen des Vordachbinders durch Einwirkung der auf die Binderfläche ausgeübten seitlichen Kräfte nicht stattfinden kann.

Eine gute Lagerung des Vordachbinderstützpunktes am Fuße ist immer anzustreben.

Bei fester Einbetonierung des Fußes (nach Bild 3) legt man oft noch einen Zementstein (Kunststein) unter die Konstruktion. Dieser ist für 80 kg/cm² Pressung vorgesehen. Die Pressung im Klinkermauerwerk darf 35 kg/cm² nicht überschreiten. Bei schräger Anordnung des Binderfußes legt man eine Gußplatte mit ein und verankert den Fuß mittels Ankerbolzens (Bild 4). Es ist immer notwendig, bei schräger Auflagerung eine Verankerung des unteren Auflagers vorzunehmen.

äußersten Kragpunkte wurde eine Verglasung der Vordachkonstruktion in etwa 65 cm hohen Glasrahmen, die über den ganzen Umfang des Vordaches reichen, vorgenommen. Bei der Binderauflagerung wurden profilierte Kragsteine (Kunststeine) verwendet und im Mauerwerk einbetoniert.

Die Vordachbinder sind mit gehobenem Untergurt ausgeführt. Das Auflager ist als fester Punkt angenommen. Durch die obere Verankerung des Kragbinders mittels Schraubenbolzen wird das Kippmoment angenommen.

Berichtigung

zum Aufsatz „Windbelastungsversuche am Modell eines Werkstattgebäudes“ von Dr.-Ing. K. Klöppel. Stahlbau 1934, Heft 17, S. 129.

Herr Professor Schoemaker, Delft, machte mich freundlicherweise darauf aufmerksam, daß in dem endgültigen holländischen Normblatt über Winddruckvorschriften im Gegensatz zu dem Vorentwurf der Innendruck von allseitig geschlossenen Gebäuden nicht gleich dem Ruhedruck p_3 , sondern im allgemeinen gleich $-0,2q$ festgesetzt ist. Dieser Wert ist in den maßgebenden Winddruckkoeffizienten der holländischen Winddruckvorschriften bereits enthalten, so daß er nicht besonders in Erscheinung tritt.

Dr.-Ing. K. Klöppel.

INHALT: Theorie des außermittig gedrückten Stabes aus Baustahl. — Erweiterungsbau eines Geschäftshauses in Köln. — Stahlkonstruktion bei Vordächern für Verladerampen. — Berichtigung.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8. Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.